

論文 曲げ降伏が先行する複数開口 RC 造耐震壁の構造性能

田中 昭^{*1}・櫻井 真人^{*2}・松井 智哉^{*3}・倉本 洋^{*4}

要旨：本研究では、破壊モードが曲げ降伏先行型となる有開口耐震壁の静的載荷実験を実施し、2010年度に実施した同形状で側柱主筋量の異なるせん断破壊型耐震壁の実験結果と比較検討を行った。その結果、開口が圧縮側柱脚部に隣接する耐震壁では当該部分のせん断破壊が進行し、せん断破壊先行型のもの比べて変形性能の向上が認められなかった。また、筆者らが提案するせん断終局強度略算式を用いたせん断余裕度の評価により当該耐震壁の破壊モードの判定が概ね可能であることを確認した。

キーワード：有開口耐震壁，対角開口，静的載荷実験，変形性能，曲げ終局強度，せん断余裕度

1. はじめに

鉄筋コンクリート（RC）造建築物において耐震壁は主要な耐震要素となるが、設計上の要求により開口を有する場合が多い。日本建築学会・鉄筋コンクリート構造計算規準（以下、RC 規準と略記）¹⁾ および日本建築防災協会・耐震診断基準（以下、耐震診断基準と略記）²⁾ に示されるような等価開口周比を用いたせん断強度と剛性の評価法は、開口位置に関わらずせん断強度が算定できる簡便な手法である。しかしながら、有開口耐震壁では開口形状、個数および位置の相違によってその構造性能が大きく異なることが報告されており³⁾、上記の手法ではせん断強度を精度良く評価することが難しい。

以上の背景から筆者らは有開口耐震壁に対するせん断強度等の評価法の構築を目的として、複数開口耐震壁の開口位置や大きさを変数とした静的載荷実験を継続的に実施し構造性能の把握に努めてきた^{4)~6)}。

一方、側柱主筋の曲げ降伏が先行する場合における複数開口耐震壁の構造性能については実験例が非常に少なく、未だ不明瞭な点が多い。2010年度に実施した実験（以下、2010年度実験）⁷⁾ では、せん断スパン比を1.8と一定にして、開口位置が当該耐震壁の構造性能に及ぼ

す影響を検討した。しかしながら、無開口耐震壁は曲げ降伏先行型特有の破壊モードを示したのに対し、同一せん断スパン比の有開口耐震壁はせん断破壊先行型のものと同様の破壊性状を示した。これは有開口耐震壁では開口の存在に伴いせん断強度が低下したため、当該耐震壁の曲げ強度とせん断強度が近接していたことが理由の一つとして考えられる。

そこで本研究では、有開口耐震壁においても破壊モードが曲げ降伏先行型となるように、2010年度実験と比べて側柱主筋量を減少させた同一形状有開口耐震壁の静的載荷実験を実施し、2010年度の有開口耐震壁実験の結果と比較検討を行った。本論では、実験の概要および検討結果を示すとともに、筆者らが提案するせん断終局強度略算式（以下、ストラット式と呼称）^{8),9)}を用いたせん断余裕度による破壊モードの判定を行い、その妥当性を検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1に実験に用いた耐震壁試験体の形状および寸法を示し、表-1に試験体の部材断面詳細を示す。試験

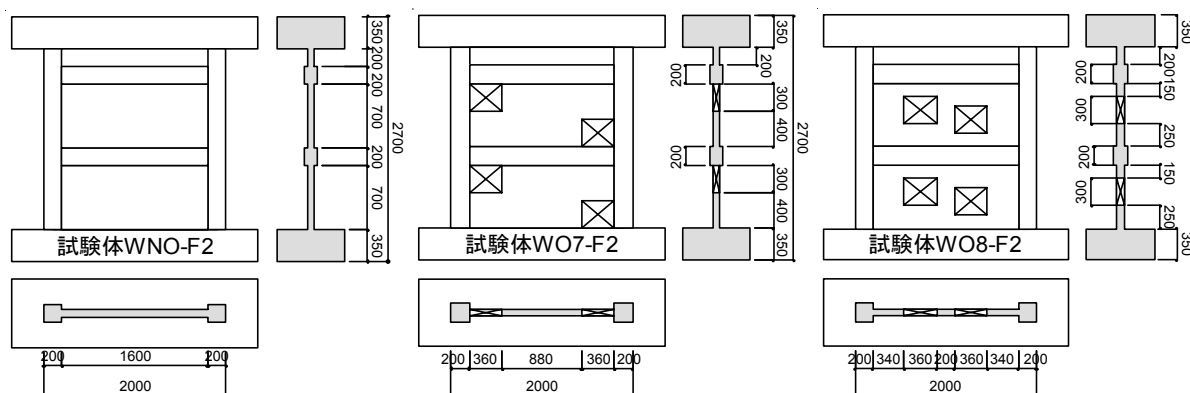


図-1 試験体形状

*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 大学院生(正会員)

*2 (独) 日本学術振興会特別研究員 PD 博士(工学)(正会員)

*3 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学系 助教 博士(工学)(正会員)

*4 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 教授 博士(工学)(正会員)

体は壁階高さが 900mm, 柱中心間距離が 1,800mm および壁厚が 80mm であり, 側柱断面が 200mm 角である。また, 壁梁の幅およびせいはそれぞれ 150mm および 200mm である。試験体は無開口耐震壁 1 体を含む計 3 体であり, 6 層程度の RC 造建築物における連層耐震壁の下部 2 層を想定した実在の約 1/3 縮尺モデルである。各試験体とも等価開口周比は約 0.4 とし, 各層に 2 つの開口を配置した。また, 実験変数は開口形状と開口位置を選択し, 2010 年度実験の試験体と同様の形状とした。

試験体 WNO-F2 は無開口試験体とした。試験体 WO7-F2 および WO8-F2 は同一形状の開口を対角配置させた有開口耐震壁とした。試験体 WO7-F2 はそれぞれの開口を柱に隣接させたものであるのに対して, 試験体 WO8-F2 はそれぞれの開口を壁板中央部に配置した。

2010 年度実験は曲げ降伏先行型の無開口耐震壁に複数開口を配した場合の構造性能を把握することを目的としたが, 有開口耐震壁ではせん断破壊先行型の挙動を示す結果となった。そこで, 本実験では有開口耐震壁においても側柱の曲げ降伏が先行するようにするため, 図-2 に示すように側柱の主筋量を減少させた。また, 柱主筋の規格も降伏強度の低いものに変更した。

2.2 材料特性

表-2 に鉄筋の材料特性を, 表-3 に試験部におけるコンクリートの材料特性を示す。コンクリートの呼び強度は 21N/mm² (実験時の目標圧縮強度: 30N/mm²) とした。コンクリートの打設は, 基礎スタブ, 壁部 1 層 (1 層梁上端まで), 壁部 2 層 (上部スタブ下端まで) および上部スタブの計 4 回に分けて行った。

鉄筋については, 2010 年度実験では側柱主筋に D13 (SD390) 鉄筋を 12 本用いたのに対し, 本実験では D13 (SD295A) 鉄筋を 8 本用いた。梁主筋および開口補強筋は D10 (SD295A) 鉄筋を用い, 壁筋および柱梁補強筋は D6 (SD295A) 鉄筋を用いた。

2.3 荷重方法

荷重装置を図-3 に示す。試験体は PC 鋼棒で反力フレームに固定した上で, 反力壁に取り付けたオイルジャッキ (1,000kN) によって正負繰り返し水平力を荷重した。

また, 反力フレームに取り付けた鉛直オイルジャッキ (各 2,000kN) によって N=442kN の一定軸力 (柱軸力比 $N/bD\sigma_B=0.2$ に相当) を試験体頂部に作用させると同時に, 荷重中は作用せん断力に対応させて当該鉛直ジャッキを制御することで試験体頂部に付加モーメントを作用させ, せん断スパン比が 1.8 となるよう制御した。また, 実験では試験体頂部の水平変位 (δ) を計測高さ ($H=2,125\text{mm}$) で除した部材角 $R=\delta/H$ で北側方向を正荷重として制御した。荷重は図-4 に示す荷重サイクルに基づいて実施した。

表-1 試験体断面詳細

部材	試験体断面詳細	
	仕様	内容
柱	B×D	200×200(mm)
	主筋	8-D13($p_g=2.5\%$)
	帯筋	2-D6@60($p_w=0.53\%$)
	副帯筋	D6@60($p_w=0.27\%$)
梁	B×D	150×200(mm)
	主筋	4-D10($p_l=0.54\%$)
	帯筋	2-D6@100($p_w=0.42\%$)
壁	壁厚	80(mm)
	縦筋	D6@100 千鳥 ($p_s=0.4\%$)
	横筋	D6@100 千鳥 ($p_s=0.4\%$)
	開口補強筋	D10 (縦・横)

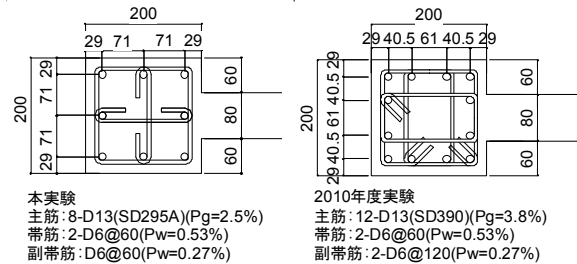


図-2 側柱配筋図 (左図: 本実験 右図: 2010 年度実験)

表-2 鉄筋の材料特性

種別	鉄筋 使用部位	降伏強度	ヤング係数	引張強度
		(N/mm ²)	(kN/mm ²)	(N/mm ²)
D6	壁筋・柱梁補強筋	338	160	384
D10	梁主筋・開口補強筋	347	185	408
D13	柱主筋	343	199	483

表-3 コンクリートの材料特性

σ_B (N/mm ²)	試験体		
	WNO-F2	WO7-F2	WO8-F2
1層	27.7	27.2	29.6
2層	25.6	26.5	28.4

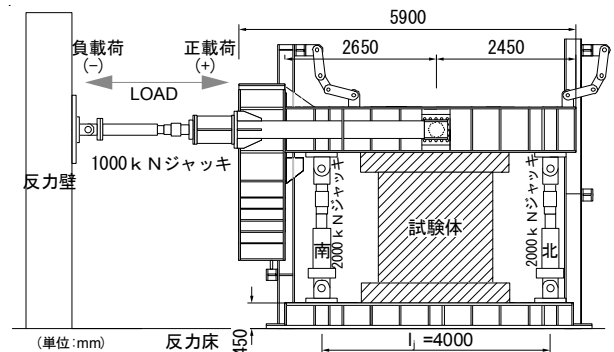


図-3 荷重装置

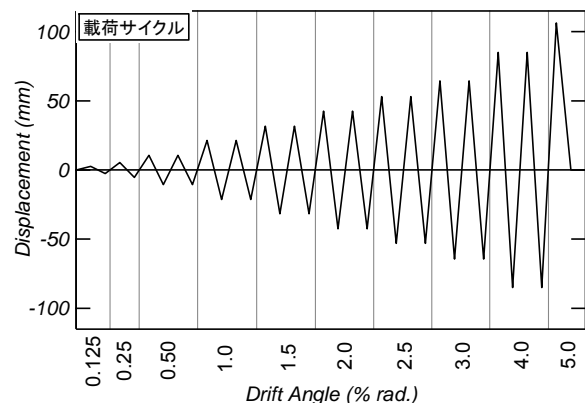
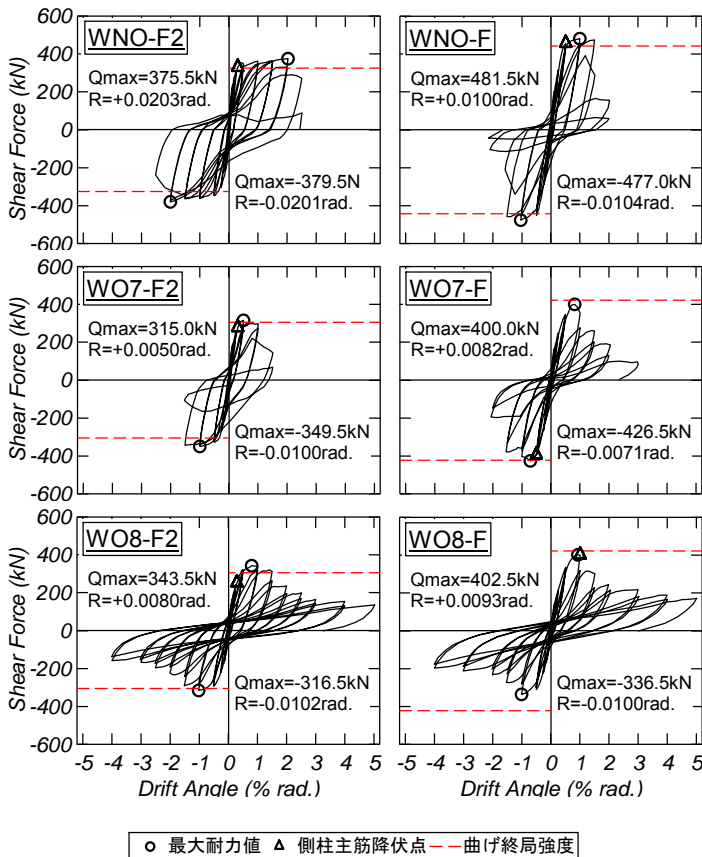


図-4 荷重サイクル



○ 最大耐力値 △ 側柱主筋降伏点 - - 曲げ終局強度
 図-5 せん断力-変形角関係
 (上図: 本実験 下図: 2010 年度実験)

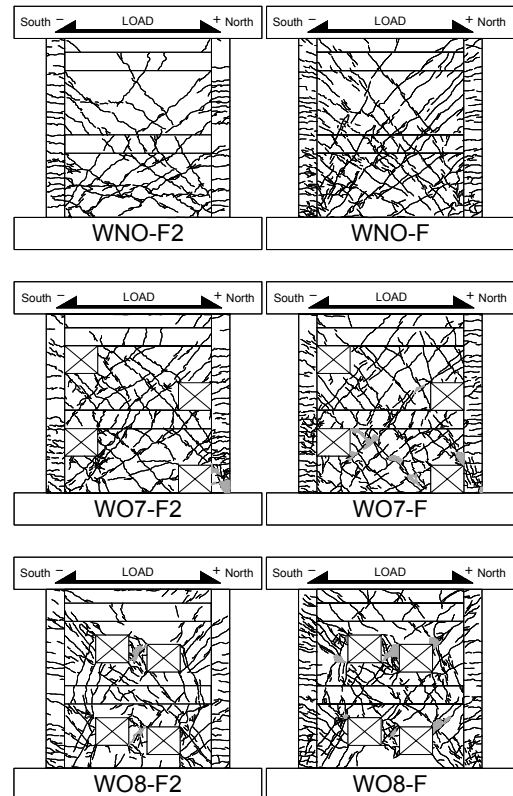


図-6 各試験体の破壊性状
 (左図: 本実験 右図: 2010 年度実験)
 (R=1/100rad. 載荷終了時)

3 実験結果

3.1 破壊進行状況

図-5 に本実験および 2010 年度実験の試験体におけるせん断力-変形角関係を示す。同図では、各試験体の最大耐力値、側柱主筋降伏点および曲げ終局強度計算値も併せて示す。曲げ終局強度 Q_{mu} は耐震診断基準による計算式 (式 (1): 以下、耐震診断基準式と呼称²⁾) を用いた。なお、有開口耐震壁においては、開口により遮断された壁縦筋は算入せず耐力算定を行った。

曲げ終局強度 < 耐震診断基準式 >

$$Q_{mu} = (a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5N \cdot l_w) / h_w \quad (1)$$

* 式中の記号については参考文献 2) を参照されたい

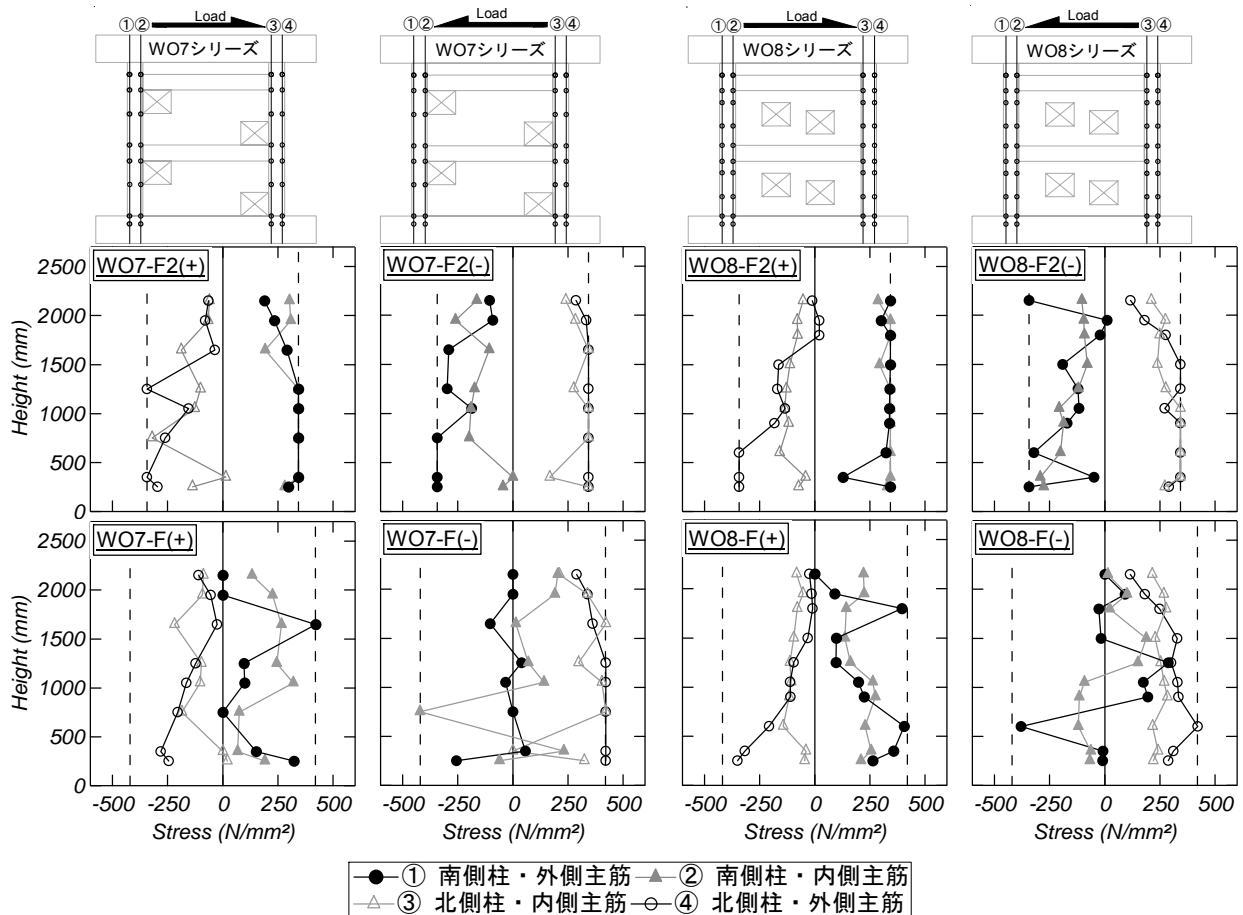
図-6 に本実験および 2010 年度実験の試験体の R=1/100rad. の載荷サイクル終了時における破壊性状を示す。図中の+および-の記号はそれぞれ正載荷時および負載荷時を示し、同図を参照すると南から北方向が正載荷となる。

本実験では、各試験体とも R=1/200rad. のサイクルにおいて側柱主筋の降伏を確認した。

本実験の無開口試験体 WNO-F2 では R=1/100rad. のサイクルにおいて引張側柱 1 層中央部分に発生した曲げひび割れの拡幅が顕著であったのに対し、2010 年度実験

の試験体 WNO-F では、引張側柱脚部のものが拡幅した。また、R=1/67rad. の第 2 サイクルにおいては正負載荷ともに圧縮側柱脚部においてせん断ひび割れが発生したが、試験体 WNO-F と比べて耐力の低下はみられなかった。R=1/50rad. のサイクルでは、正載荷時および負載荷時ともに最大耐力 375.5kN および 379.5kN を記録した。試験体 WNO-F では R=1/100rad. のサイクルにおいて最大耐力を記録したことから、側柱主筋量を減少させたことによる変形性能の向上が認められる。R=1/40rad. のサイクルでは、圧縮側柱 (北側柱) 主筋の座屈を確認し、当該圧壊部分を中心に 1 層壁板および柱脚部の損傷が進行し、載荷を終了した。

試験体 WO7-F2 では、R=1/200rad. の正載荷第 1 サイクルにおいて正載荷時における最大耐力 315.0kN を記録し、R=1/100rad. の負載荷第 1 サイクルでは負載荷時における最大耐力 349.5kN を記録した。正負載荷による最大耐力値に差がみられるが、これは正載荷時に圧縮応力が集中する北側壁板脚部に開口が存在するため、正側の最大耐力が負側に比べて小さくなったものと考えられる。また、負載荷における最大耐力記録時において引張側柱 (北側柱) 1 層壁板中央部分において曲げひび割れが大幅に拡幅し、圧縮側柱 (北側柱) 脚部のせん断破壊が生じた。R=1/67rad. の正載荷第 1 サイクルでは 1 層壁板を



図一七 側柱主筋応力分布（上図：本実験 下図：2010年度実験）（ $R=1/200rad$. 載荷ピーク時）

中心にコンクリートの圧壊が進行し、主筋が座屈したため、軸力が保持できなくなり、載荷を終了した。2010年度実験の試験体 WO7-F においては1層南側開口横中央壁板のコンクリートの圧壊によって耐力の低下がみられたが、WO7-F2 では側柱主筋量が減少したことにより1層中央壁板の破壊が生じる前に北側柱脚部において圧縮応力の集中に伴うせん断破壊を生じた。

試験体 WO8-F2 では、2010年度実験の試験体 WO8-F と同様に、 $R=1/200rad$.の正載荷第1サイクルにおいて2層壁板中央部においてコンクリートの圧壊がみられた。 $R=1/100rad$.のサイクルでは正載荷時および負載荷時ともに最大耐力 343.5kN および-316.5kN を記録し、負載荷第1サイクルでは2層中央壁板でせん断破壊が認められた。以降、開口隅角部および袖壁を中心にコンクリートの圧壊が進行したが、試験体 WO8-F と同様に側柱と2層梁からなるフレーム的な挙動が支配的となり、 $R=1/20rad$.のサイクルで載荷を終了した。

3.2 変形性能

(1) 柱主筋応力分布

図一七に本実験および2010年度実験の有開口耐震壁に付随する側柱主筋の $R=1/200rad$.の第1サイクルピーク時における応力状態を示す。応力は鉄筋の履歴特性をバイリニアと仮定し、ひずみゲージ測定値を用いて計算し

た。図中の点線は側柱主筋の降伏強度を示している。

各シリーズにおける比較では、2010年度実験の試験体 WO7-F の正載荷における引張側柱主筋において、1層部分で応力あまり生じていないのに対し、本実験の試験体 WO7-F2 では1層部分を中心に引張側柱全体で応力が発生する傾向が認められる。一方、試験体 WO8 シリーズでは、2010年度実験の試験体 WO8-F の引張側柱主筋において1層柱梁接合部で応力あまり発生していないのに対し、本実験の試験体 WO8-F2 では引張側主筋が概ね全降伏する傾向が認められる。

また、2010年度実験の試験体 WO7-F および WO8-F では、載荷方向の違いにより引張側柱主筋の降伏している領域および位置の違いがみられたのに対し、本実験の試験体では、載荷方向の違いによらず1層部分を中心に全降伏している。圧縮側柱主筋においては、2010年度実験では応力が1層脚部に集中しておらず、ばらつきがみられるのに対して、本実験では1層脚部に応力が集中する傾向がみられ、圧縮降伏が認められた。

以上より、曲げ降伏先行型の有開口耐震壁において、引張側柱主筋は1層部分を中心に全降伏が認められた。圧縮側柱主筋では1層脚部に応力が集中し、開口位置の違いによらず側柱主筋における応力発生傾向が類似することが認められた。

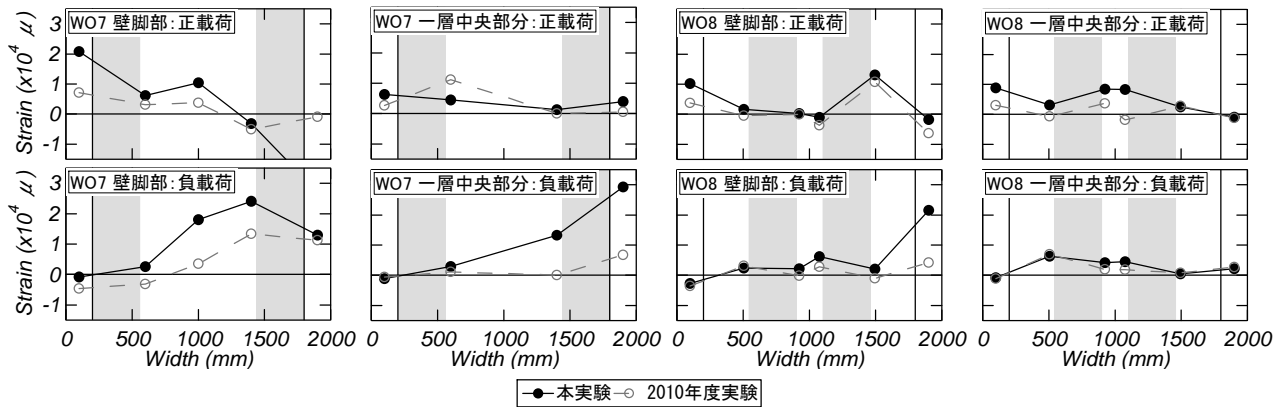


図-8 本実験と2010年度実験の脚部および中央部分の軸方向ひずみ分布 (R=1/100rad. 載荷ピーク時)

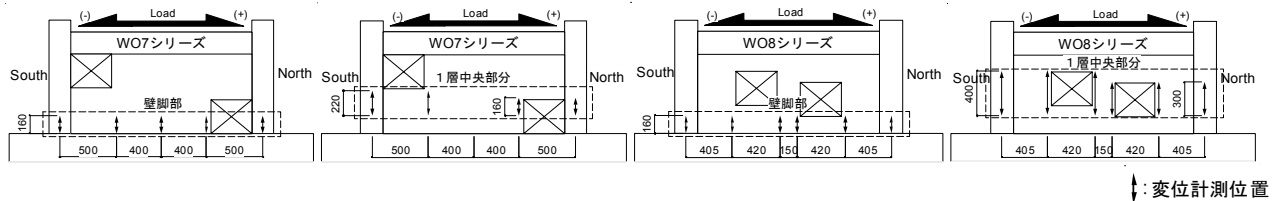


図-9 変位計測位置

(2) 壁脚部軸方向ひずみ分布

図-8に本実験および2010年度実験の有開口耐震壁のR=1/100rad.の第1サイクルピーク時における壁脚部および1層中央部分の軸方向ひずみ分布の比較(正を引張)を示す。なお、図中のハッチで示された部分は壁板中の開口位置を表しており、ひずみは変位計測値を各計測長さで除したものを表示している。また、各試験体の変位計測位置を図-9に示す。

壁脚部において、本実験の試験体WO7-F2の正載荷では、引張側柱のひずみが2010年度実験の試験体WO7-Fのものとは引張側に推移しており、圧縮側柱のひずみはせん断破壊により大きく圧縮側に推移している。それに対し、負載荷では両側柱のひずみ量に大きな差異がみられず、壁板部分で引張側ひずみ量の増加がみられた。また、本実験の試験体WO8-F2では引張側柱におけるひずみ量の増加は認められるものの、壁板部分および圧縮側柱におけるひずみ量に大きな変化はみられなかった。しかし、前節で述べたように、曲げ降伏先行型の耐震壁では側柱脚部だけでなく1層側柱中央部分における曲げひび割れの拡幅が顕著であった。よって、以下では1層中央部分についても考察を行う。

1層中央部分において、試験体WO7-F2の負載荷における引張側柱および壁板部分のひずみ分布が試験体WO7-Fのものとは引張側に推移している。これは、正載荷において北側柱脚部のせん断破壊が進行したため、負載荷において北側柱中央部分および壁板部分のひずみ量が増加し、曲げひび割れが拡幅したものと考えられる。一方、試験体WO8-F2ではWO8-Fと比べ、壁板部分のひずみ分布がわずかに引張側に推移してい

るものの、概ね近似した分布傾向を示す結果となった。

以上のことから、試験体WO7-F2は、試験体WO7-Fと比べて側柱主筋量が少ないため、開口が隣接する北側柱脚部の変形が大きくなり、早期にせん断破壊が進行した。そのためせん断破壊型の試験体WO7-Fと比べて変形性能の向上が認められなかったものと考えられる。

4. 終局強度評価

図-10に最大耐力比とせん断余裕度の関係を示す。算定式には式(1)に示す耐震診断基準式²⁾を用いて曲げ終局強度を、式(2)に示すストラット式⁸⁾を用いてせん断終局強度を算定した。図-11にストラット式の壁板におけるアーチ機構の仮定を、図-12に袖壁の取り扱い方法を示す。なお、ストラット式は有開口耐震壁を対象とした算定式であるため無開口耐震壁に対しては算出していない。最大耐力比に用いる実験値には、正載荷および負載荷における最大耐力のうち大きい方の値を用いている。また同図には、2009年度に実施した、同形状でせん断スパン比が1.2と異なる耐震壁WO7およびWO8の実験結果も合わせて示している。

せん断終局強度<ストラット式>^{8) 9)}

$$Q_{wo} = \sum_{i=1}^{n+1} Q_{wi} \quad (2)$$

$$Q_{wi} = v\sigma_B \cdot \cos\theta_i \sin\theta_i \cdot 0.5l_{pi} \cdot t_i \quad (3)$$

$$v = -0.016\sigma_B - 0.16 \frac{M}{QD} \quad (4)$$

$$+ 0.36 \frac{N}{bD\sigma_B} + 0.27p_w + 1.23$$

n : 開口数

l_{pi} : 壁板長

* 他の式中の記号については参考文献8)および9)を参照されたい

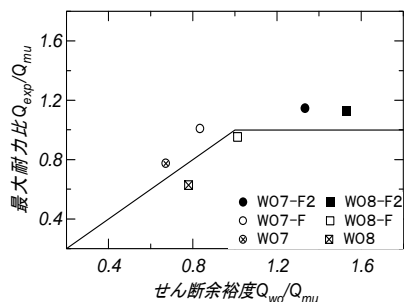


図-10 最大耐力比—せん断余裕度関係

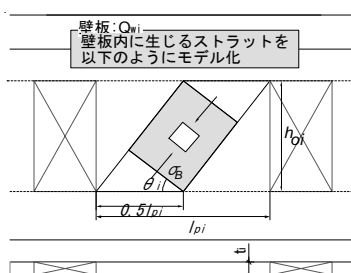


図-11 壁板におけるアーチ機構の仮定

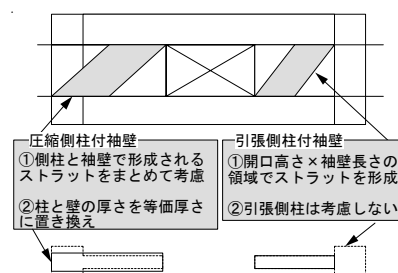


図-12 ストラット式における袖壁の取り扱い

最大耐力比とせん断余裕度の関係を見ると、2010年度実験では試験体 W08-F のせん断余裕度が 1.0 を僅かに上回り、計算上では曲げ降伏先行型と判定できるが、その破壊モードはせん断破壊先行型の様相を示した。しかしながら、本実験における試験体のせん断余裕度は 1.3 以上となり、破壊モードと同様に曲げ降伏先行型の判定を示した。また、2009 年度に実施したせん断スパン比が 1.2 のせん断破壊先行型耐震壁もせん断余裕度が 0.8 以下となり、精度よく破壊モードが判定されている。

以上より、ストラット式を用いたせん断余裕度により有開口耐震壁における破壊モードの判定は概ね可能である。しかしながら、対象となる試験体数が少ないため、実験変数を変えたものについての検討が今後の研究課題といえる。

5. まとめ

本研究では、曲げ降伏先行型無開口 RC 造耐震壁に対して開口の有無や開口位置を実験変数とした静的載荷実験を実施した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 破壊モードの違いに関わらず、有開口耐震壁の変形性能は無開口耐震壁のもの比べて低下する。
- (2) 開口が壁板中央に配置された曲げ降伏先行型耐震壁では、最大耐力後の復元力特性および破壊性状は 2010 年度実験における同形状のせん断破壊先行型耐震壁のものと同様の傾向を示す。
- (3) 開口が圧縮側柱脚部に隣接する曲げ降伏先行型耐震壁では当該部分のせん断破壊が進行し、2010 年度実験における同形状のせん断破壊先行型のもの比べて変形性能の向上が認められなかった。
- (4) 曲げ降伏先行型の有開口耐震壁における側柱主筋は開口の位置によらず近似した応力発生傾向を示す。
- (5) ストラット式を用いたせん断余裕度の評価により、2009 年度実験、2010 年実験および本実験における有開口耐震壁試験体の破壊モードの判定は概ね可能である。

謝辞

本研究は、平成 23 年度国土交通省建築基準整備促進事業として実施したものである。関係各位に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999.11
- 2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001 年改訂版 1
- 3) 小野正行，徳広育夫：鉄筋コンクリートの開口の影響による耐力低減率の提案，日本建築学会構造系論文報告集，第 435 号，1992
- 4) 鈴木健太，秋田知芳，松井智哉，倉本洋：複数開口を有する RC 造有開口耐震壁の静的載荷実験，コンクリート工学年次論文集，第 29 巻，第 3 号，pp.325-330，2007.7
- 5) 櫻井真人，松井智哉，鈴木健太，倉本洋：複数開口を有する RC 造耐震壁の耐震性能に及ぼす開口位置の影響，コンクリート工学年次論文集，第 30 巻，第 3 号，pp.421-426，2008.7
- 6) 櫻井真人，松井智哉，倉本洋：複数開口を有する RC 造耐震壁の耐震性能に及ぼす開口配置の影響，コンクリート工学年次論文集，第 32 巻，第 3 号，pp.415-420，2010.7
- 7) 櫻井真人，田中昭，松井智哉，倉本洋：複数開口を有する RC 造耐震壁の破壊モードに及ぼすせん断スパン比の影響，コンクリート工学年次論文集，第 33 巻，第 2 号，pp.469-474，2011.7
- 8) 櫻井真人：複数開口を有する鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度評価法に関する研究，大阪大学学位請求論文，2012.1
- 9) 櫻井真人，松井智哉，倉本洋：複数開口を有する RC 造耐震壁の FEM パラメトリック解析に基づくせん断性状の考察，第 13 回日本地震工学シンポジウム，pp.3129-3136，2010